

## 粘着力を有する背面地盤から擁壁に作用する地震時土圧の発現特性

(公財) 鉄道総合技術研究所 (正) ○中島進, 佐名川太亮, 中島卓哉, 尾崎匠

**1. はじめに** 既設の土留め構造物の背面地盤は粘着力を有する地盤材料で構築されている場合もある。こうした場合、L2 地震の様な極めて大きな地震動に対して、粘着力の影響を完全に無視して構造物の耐震診断、補強を行うことは不合理となる場合もある。そこで、筆者らは擁壁の地震時土圧発現特性に粘着力が及ぼす影響について検討している(例えば<sup>1)</sup>)。本報では、1g 場で実施した振動台実験結果から、粘着力による土圧の発現特性の変化について考察する。

**2. 実験条件の概要** 実験模型の概要を図-1 に示す。実寸の約 1/10 程度を想定した重力場での模型実験であり、擁壁模型の高さは 600mm である。擁壁模型は壁面に 15 個、基礎底面に 5 個の二方向ロードセルを内蔵しており、受圧板に作用する土圧、地盤反力を計測した。表-1 に実験ケースを示す。Case1、3 は背面地盤が一定の粘着力を有する試験ケースであり、Case2、4 は気乾状態の豊浦砂、稲城砂を用いたケースである。いずれのケースにおいても、背面地盤は所定の密度となる様に突き固めにより作製した。Case1、Case2 の支持地盤は背面地盤と同一の条件であり、Case3、Case4 では基礎底面の浮き上がりを除く支持降伏を避けるために、摩擦を確保した敷鉄板上に擁壁模型を設置した。加振は 5Hz10 波の正弦波を用いて行い、最大加速度を約 100gal の増分で増加させ、擁壁が大変位に至るまで加振を継続した。

**3. 実験結果および考察** 図-2 に加振後の擁壁上部の残留水平変位と振動台加速度の関係を示す。粘着力を有する Case1、Case3 の方が Case2、Case4 と比較して残留変位の増大傾向が緩やかな傾向が明らかである。特に、稲城砂を用いた Case3、4 で比較すると、背面地盤にすべり面が発生した後の変位の増大傾向も、粘着力を有する Case3 の方が緩やかである。図-3 に Case3 の 600Gal 加振中において擁壁に作用した地震時土圧および慣性力と、擁壁の上部変位および応答加速度の時刻歴を示す。ここで、地震時土圧は、二方向ロードセルによる水平方向(擁壁前面方向が正)、鉛直方向の土圧(下向きが正)の計測値を用いて、擁壁の単位奥行当たり(1m)に作用する土圧の合力を算定した。慣性力が擁壁前面方向に作用する間に、水平力が増大し水平変位が増加する傾向にあり、水平力のピーク時は変位が増大過程にある。これを踏まえ、擁壁変位増大過程の土圧分布に関して分析するために、Case3、Case4 について、水平力最大時の土圧分布を図-4 に示す。粘着力がない Case4 では上載荷重  $q=1\text{kPa}$  の影響を反映し台形に近い分布形状を示すが、粘着力を有する Case3 の場合、擁壁上部に土圧が作用しない領域が

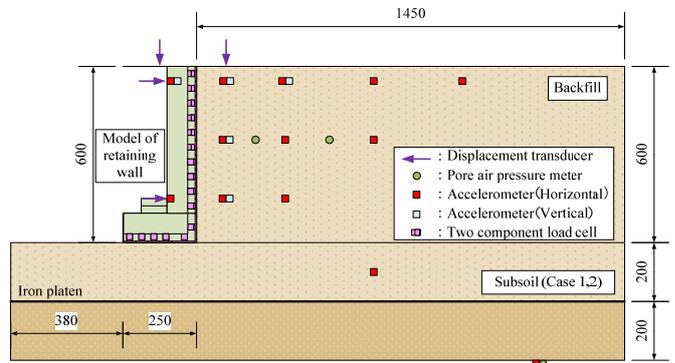


図-1 実験模型の概要 (単位: mm)

表-1 実験条件のまとめ

	Case1	Case2	Case3	Case4
Subsoil	Same with backfill		Iron platen	
Backfill	Toyoura sand $w=1.0\%$ $D_r=60\%$	Toyoura sand $w=0\%$ $D_r=60\%$	Inagi sand $w=12\%$ $D_c=80\%$	Inagi sand $w=0\%$ $D_c=87\%$
Unit weight of backfill	14.9 kN/m <sup>3</sup>	14.8 kN/m <sup>3</sup>	15.6 kN/m <sup>3</sup>	13.6 kN/m <sup>3</sup>
Peak strength	$\phi_{peak}$	39.1 °	39.1 °	32.6 °
	$c_{peak}$	1.9 kPa	0 kPa	2.2 kPa
	$c/\gamma h$	0.21	0.00	0.24
Residual strength	$\phi_{res}$	34.2 °	36.5 °	32.5 °
	$c_{res}$	1 kPa	0 kPa	2.2 kPa
	$c/\gamma h$	0.11	0.00	0.24

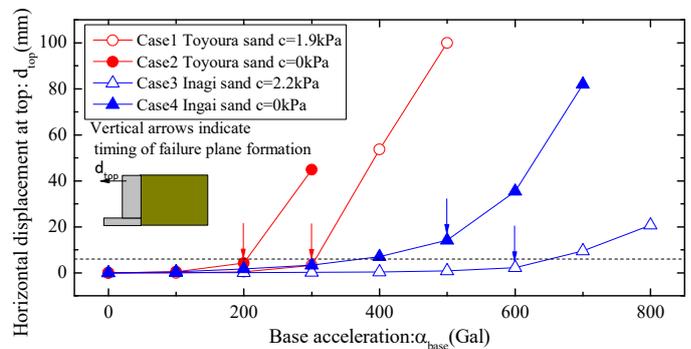


図-2 残留変位と最大加速度の関係

キーワード: 土留め構造物, 地震時土圧, 粘着力

連絡先: 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所 TEL: 042-573-7261

確認される。図-5 に振動台加速度から算定した水平震度  $k_h$  と加振前を初期値とした土圧係数増分  $\Delta K_{AE}$  の関係を示す。粘着力を有する Case1、Case3 の方が  $k_h$  に対する  $\Delta K_{AE}$  の増大傾向は緩やかである。また、各実験ケースですべり面が発生したタイミングも併せて図示しているが、粘着力がない Case2、4 と Case1、3 との差異は、すべり面発生後でも喪失していない。また、同図には、文献(2)の遠心実験結果から得られた最大加速度 PGA と  $\Delta K_{AE}$  の関係( $\Delta K_{AE}=0.47(PGA/g)-0.10$ )も図示しているが、本研究の結果も、この関係に調和的である。

こうした地震時土圧の低減効果について、文献(1)では壁面に作用する土圧の鉛直成分が増加する傾向を確認した。また、本研究では図-4 に示す様に土圧分布の変化も確認された。以上より、これまでの検討では図-2 に示した耐震性の差異は、(1)土圧が作用しない、あるいは小さい自立領域の存在、(2)粘着力による壁面平行方向のせん断力、(3)粘着力によるすべり面上で発揮されるせん断抵抗の増加の 3 つのメカニズムによると推測される。鉄道分野では、地震時土圧の算定にあたり、Coulomb の土圧理論を拡張した物部岡部法、修正物部岡部法<sup>3)</sup>を採用している。Coulomb 系の土圧算定式において、粘着力の影響をととして上記(1)から(3)の全てを考慮することは困難である。既往の研究<sup>例えば4)</sup>を活用しつつ、粘着力の効果を考慮した地震時土圧算定式の提案・検証を進めたい。

**4. まとめ** 1g 場で実施した模型振動台実験結果から、粘着力の有無が擁壁の耐震性に顕著な影響を及ぼすこと、粘着力を有する背面地盤による地震時土圧の発現特性の特徴として、自立領域の存在、鉛直方向のせん断力の増加、すべり面上で発揮されるせん断抵抗の増加の 3 点が考えられることが分かった。今後は、遠心実験による実応力場での検討とともに、土圧算定式の検証を進めたい。

**参考文献** 1) 中島ら：粘着力を有する擁壁の地震時土圧に関する振動台実験、第 53 回地盤工学研究発表会講演概要集、pp.1531-1532, 2018. 2) Agusti and Sitar：Seismic earth pressures on retaining structures in cohesive soils, Report to the California department of transportation (Caltrans), 2013. 3) Koseki et.al.: A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, Special Issue of soils and foundations, pp.209-216., 1998. 4) Iskander et.al.: Active static and seismic earth pressure for c-φ soil, Soils and Foundations, Vol.53, No.3, pp.639-652., 2013

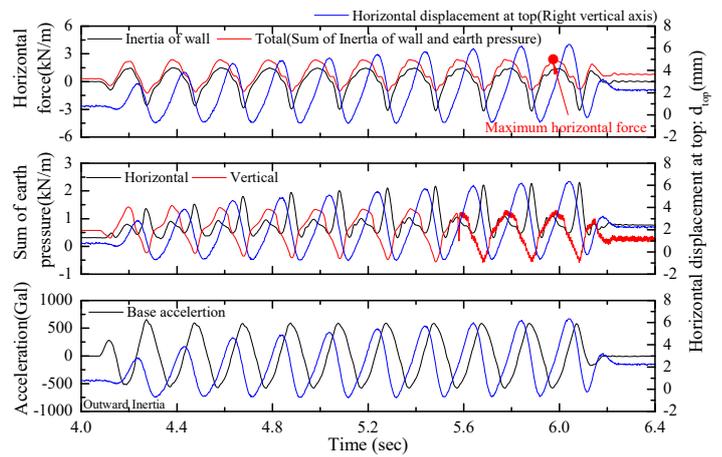


図-3 Case3における600gal加振時の時刻歴

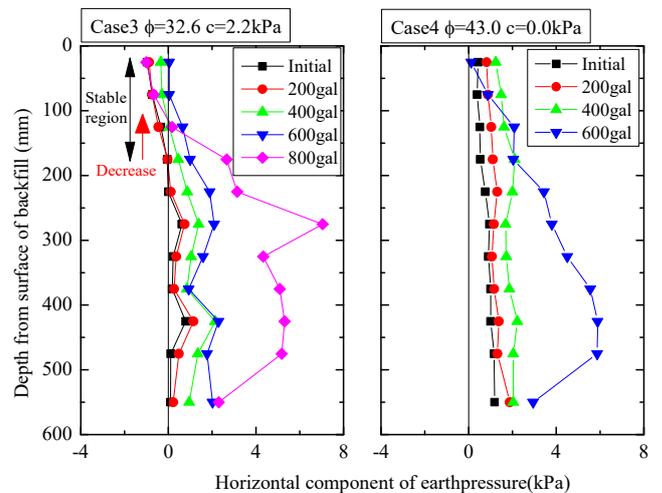


図-4 土圧分布の比較

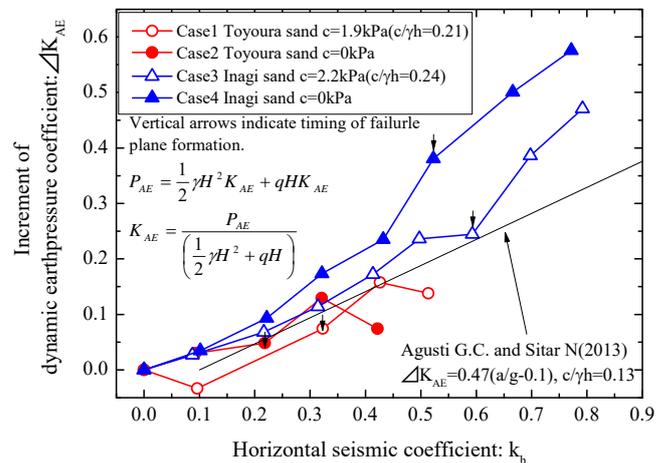


図-5 土圧係数増分と水平震度の関係

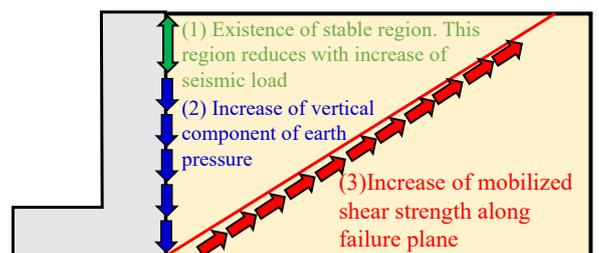


図-6 粘着力に起因する土圧の発現特性の変化